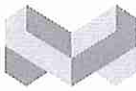

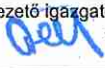
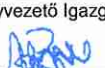
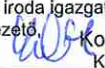
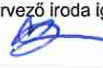








Tárgy: TOP-6.4.1-16 „Fenntartható városi közlekedésfejlesztés” felhívás feltételrendszerében „KERÉKPÁROS LÉTESÍTMÉNY ÉPÍTÉSE A DIÓSGYŐRI VÁR ÉS LILLAFÜRED KÖZÖTT” tervezési feladatainak elvégzése (Ssz.: 48.)						
Megrendelő: <div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 10px;"> Miskolc Megyei Jogú Város Önkormányzata 3525 Miskolc, Városház tér 8. </div> </div>						
Tervező: <div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 10px;"> RODEN Mérnöki Iroda Kft. 1089 Budapest, VIII. Villám u. 13. Tel/fax: (36-1) 814 97 00/814 97 03 E-mail: roden@roden.hu Web: www.roden.hu </div> </div>		Tervszám: 1904/2				
Ügyvezető igazgató, főtervező :  Trenka Sándor KÉ-K 01-5529		Ügyvezető Igazgató, Ellenőr :  Major Zoltán KÉ-K 01-0397		Komplex iroda igazgató, projektvezető:  Kovács Márton KÉ-K 13-1149		Út-tervező iroda igazgató, tervező:  Sántha Zoltán KÉ-K 01-9730
Szakági tervező: <div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 10px;"> MÉRNÖKI TERVEZŐ ÉS TANÁCSADÓ ZRT. H-1119 Budapest, Thón Károly u. 3-5. Tel/Fax: 205-5877 </div>  </div>		Szakági tervszám: 119902				
Műtárgy: LILLAFÜREDI ALAGÚT ELŐTTI KERÉKPÁROS HÍD hegyomlás felett, az 5+387,00 km szelvényben					Minőségügyi ellenőr:  Zsömböly Sándor	
Tervező:  Pálóssy Miklós HT 01-1194		Részlet-tervező:  Szedenik Bálint		Ellenőr:  Mátóssy Dániel HT 01-14868		Vezérigazgató:  Mátóssy László
Szakterv: HÍDÉPÍTÉS				Tervfázis: KIVITELI TERV		
Részművelet: Statikai számítás				Tervjel: B		
Dátum: 2019. július 30.		Rajzméret: A4	Méretarány: -	Rajzsám: B-03.		
Tervkód: 1904/2 - B - 03 - 01 - K - 01						
		Tervszám	Tervjel	Rajz típus	Rajz sorszám	Terv típus
		Szelvény azonosító				aktuális verziószám
Ez a terv a Pont-Terv Zrt szellemi tulajdona.						

Tartalomjegyzék

1. Kiindulási adatok	2
1. 1. A feladat ismertetése	2
1. 2. Szabályzatok, szakirodalom	2
1. 3. Anyagminőségek	3
1. 4. Geometriai elrendezés	4
2. Terhek	4
2. 1. Állandó terhek	5
2. 2. Állandó jellegű terhek	5
2. 3. Hasznos terhek	5
2. 4. Esetleges terhek	6
2. 4. 1. Hőteher	6
2. 4. 2. Szélteher	6
2. 4. 3. Hóteher	6
2. 5. Speciális terhek	6
2. 6. Építési terhek	6
2. 7. Biztonsági tényezők és teherkombinációk	7
3. Számítási modellek	8
3. 1. Globális modellek	8
4. A felszerkezet számítása	9
4. 1. A számítás menete	9
4. 2. Feszültségek számítása	9
4. 3. Alakváltozások ellenőrzése	11
5. Az alaptestek számítása	12
5. 1. A számítás menete	12
5. 2. Az oszlopok ellenőrzése	12
5. 3. Alaptestek ellenőrzése	12

1. Kiindulási adatok

1. 1. A feladat ismertetése

A hídszerkezet a völgy felett 5 db köztes támasszal vezeti át a bicikli utat. A vasbeton-acél öszvérszerkezetű híd főtartója két db. 40 cm gerincmagasságú acéltartón fekvő 30 cm vastag pályalemezből áll. A hídpálya 500-20 körszelvényű acél oszlopokra támaszkodik, a keresztirányú merevséget 3 m-enként elhelyezett HEA-260 profilú keresztartók biztosítják.

1. 2. Szabályzatok, szakirodalom

A hídszerkezet méretezéséhez az e-UT előírásait vettük alapul:

- e-UT 07.01.12_Erőtani számítás
- e-UT 07.01.13_Acélhidak
- e-UT 07.01.15_Öszvérhidak

A hídszerkezet speciális méretezési kérdéseivel kapcsolatban az Eurocode előírásait is figyelembe vettük:

- MSZ-EN-1991-2-2006_magyar_(hidak forgalmi terhei)
- MSZ-EN-1991-1-4-2007 (szélhatás)
- MSZ-EN-1993-1-9-2011 (acélszerkezetek, fáradás)
- MSZ-EN-1993-2-2009 (acélszerkezetek, hidak)

1. 3. Anyagminőségek, megengedett- és határfeszültségek

Az ortotróp acélszerkezet acélanyag minősége S355.

húzás-nyomás	$t < 16 \text{ mm}$	$\sigma_{l,eng} = 240 \text{ N/mm}^2$
	$16 < t < 40$	235 N/mm^2
	$40 < t < 64$	228 N/mm^2
nyírás	$t < 16 \text{ mm}$	$\tau_{l,eng} = 138 \text{ N/mm}^2$
	$16 < t < 40$	134 N/mm^2
	$40 < t < 64$	131 N/mm^2

A betonacél anyagminősége S500B (B60.50).

megengedett feszültség	$\sigma_{a,eng} = 300 \text{ N/mm}^2$
határszilárdság	$\sigma_{sH} = 420 \text{ N/mm}^2$
rugalmassági modulus	$E_a = 200 \text{ kN/mm}^2$

A vasbeton szerkezetek (felmenőfalak, pályalemez) betonminősége C35/45.

nyomás normálerőből	$\sigma_{l,eng} = 21.0 \text{ N/mm}^2$
nyomás hajlításból	25.2 N/mm^2
átlagos húzás	3.8 N/mm^2
húzás szélső szálban	2.3 N/mm^2
nyomási határszilárdság	$\sigma_{bH} = 23.5 \text{ N/mm}^2$
húzási határszilárdság	$\sigma_{hH} = 2.0 \text{ N/mm}^2$
rugalmassági modulus	$E_{b0} = 33.3 \text{ kN/mm}^2$

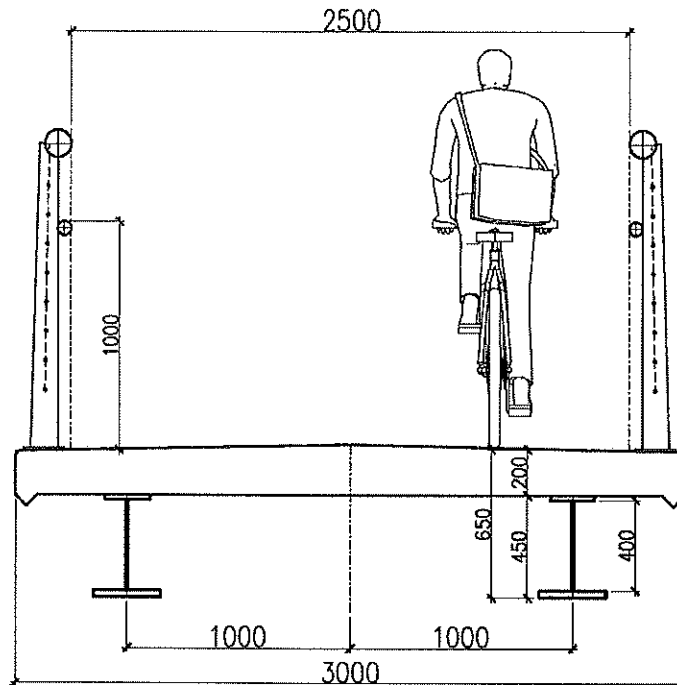
A vasbeton alaptestek betonminősége C30/37.

nyomás normálerőből	$\sigma_{l,eng} = 18.0 \text{ N/mm}^2$
nyomás hajlításból	21.6 N/mm^2
húzás szélső szálban	2.1 N/mm^2
nyomási határszilárdság	$\sigma_{bH} = 20.5 \text{ N/mm}^2$
húzási határszilárdság	$\sigma_{hH} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
rugalmassági modulus	$E_{b0} = 31.9 \text{ kN/mm}^2$

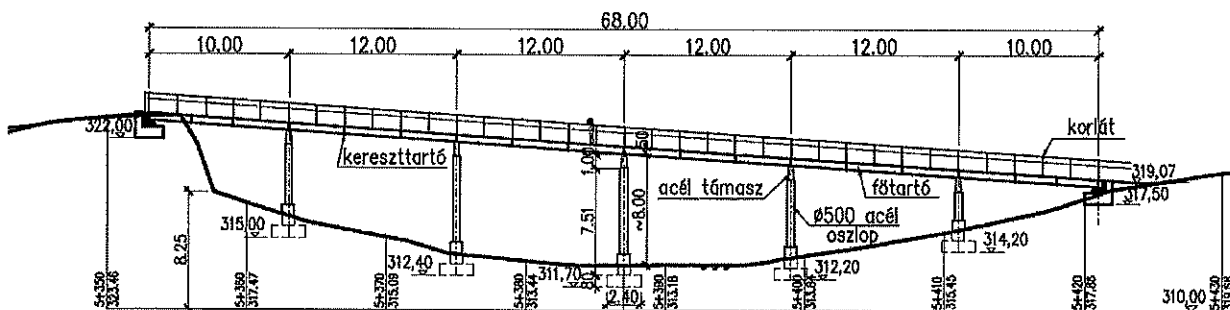
1. 4. Geometriai elrendezés

Az öszvér hídszerkezet geometriai kialakítása az alábbi ábrán látható:

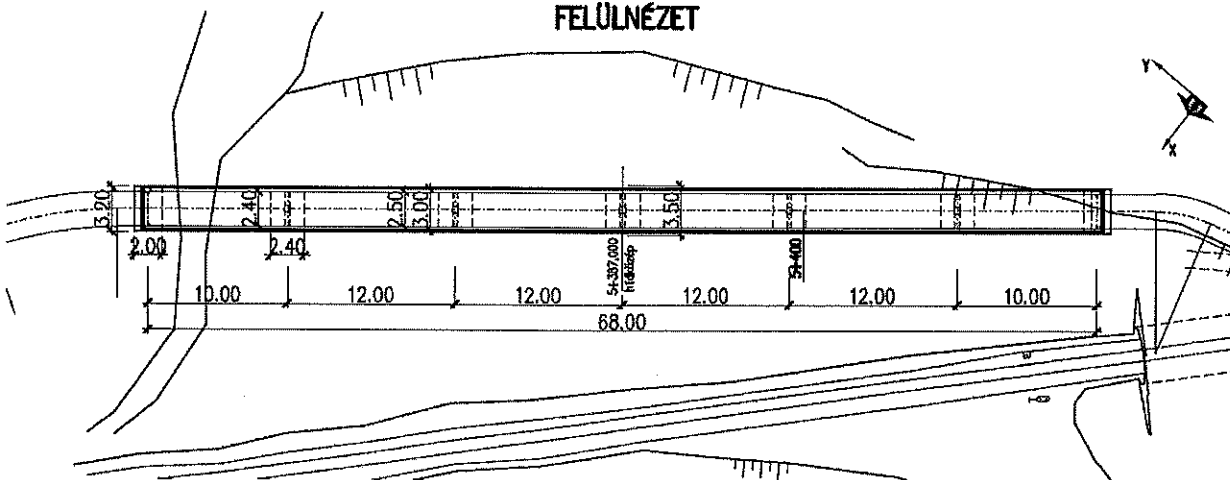
FELSZERKEZET KERESZTMETSZETE



HOSSZMETSZET



FELÜLNÉZET



2. Terhek

2. 1. Állandó terhek

Felszerkezet és alépítmények terhe:

- szerkezeti acél: $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$
- szerkezeti beton: $\gamma = 2500 \text{ kg/m}^3$

Megj.: a felszerkezet és alépítmények súlyát a program a geometriai méretekből és a fenti térfogatsúlyok alapján automatikusan számítja.

Az öszvérhíd folyómétersúlya $\sim 20 \text{ kN/m}$.

Szigetelés terhe:

- szórt szigetelés ($t=1 \text{ cm}$, 24 kN/m^3): $g = 0.24 \text{ kN/m}^2$

Korlátok:

- Gyalogos korlátok (2 db): $g = 0.50 \text{ kN/m}$
- Érintésvédelmi korlátok (2 db): $g = 0.50 \text{ kN/m}$

2. 2. Állandó jellegű terhek

A támaszstüllyedés értéke $w=10 \text{ mm}$.

A zsugorodást $\varepsilon=-0.4 \text{ ‰}$ értékkel vettük figyelembe.

Ez a teher egyenletes hőmérséklet-változással modellezhető: $\Delta T_{zs} = \frac{-0.4\text{‰}}{1.2 \cdot 10^{-5}} = -33.3^\circ\text{C}$

2. 3. Hasznos terhek

A gyalogosteher értéke 5.0 kN/m^2 , ami a hídszerkezet felületén tetszőlegesen elhelyezhető.

A dinamikus tényező értéke: $\mu = 1.05 + \frac{5}{L+5} = 1.05 + \frac{5}{12[m]+5} = 1.344$,

ahol folyatólágos tartók esetén L a legnagyobb támaszköz méterben behelyettesítve.

2. 4. Esetleges terhek

2. 4. 1. Hőteher

Az egyenletes hőteher értéke szerkezet számításához:

- öszvérhídra $\pm 35^{\circ}\text{C}$

Egyenlőtlen hőteher:

az acél és a vasbeton érintkezési felülete mentén $\pm 10^{\circ}\text{C}$ hőmérsékleti lépcső a feltételezett

Az egyenletes hőteher hatása kedvezőtlenebb a híd esetén, ezért azt vettük figyelembe.

2. 4. 2. Szélteher

A szélteher értéke gyalogostherrel terhelt hídon vízszintesen 0.8 kN/m^2 a híd szerkezeti magasságára és a hasznos teherre azt 1.7 m magassággal számolva.

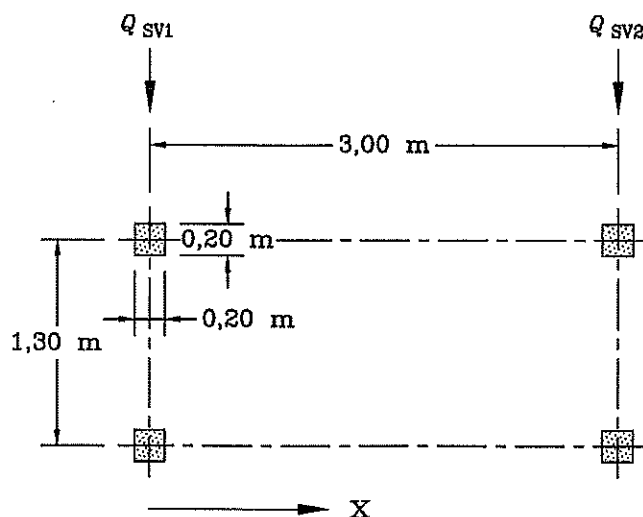
A szélleőkés értéke terheletlen hídon vízszintesen 3.00 kN/m^2 .

2. 4. 3. Hőteher

A gyalogostherrel nem vesszük egyidejűleg, ezért nem mértékadó.

2. 5. Speciális terhek

Gyalogoshidak esetén az alábbi kiszolgáló jármű terhet kell figyelembe venni (EN 1991-2-2006):



2. 6. Építés alatti terhek

Az építési hasznos teher 2 kN/m^2 .

Az építés alatti szélleőkés a szélleőkés érték 50 %-a: a terheletlen hídon vízszintesen 1.5 kN/m^2 .

2. 7. Biztonsági tényezők és teherkombinációk

Az acélszerkezeti elemek méretezéséhez a terhek alapértékű kombinációját alkalmaztuk:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m G_i + Q_1 + \sum_{i=2}^n \psi_i \cdot Q_i$$

Az alkalmazott egyidejűségi tényezők:

- | | | | |
|---------------------------|----------|---|------|
| • I. tehercsoportosítás: | ψ_i | = | 0 |
| • II. tehercsoportosítás: | ψ_i | = | 1.00 |

Az alkalmazott korrekciós tényezők:

- | | |
|------------------------------|---------------------------------|
| • II. tehercsoportosításban: | megengedett feszültségre +12.5% |
| • Építési állapotokban: | megengedett feszültségre +10% |

A vasbeton elemek, alépítmények méretezéséhez a terhek szélsőértékű kombinációját alkalmaztuk:
A mértékadó teherkombináció az alábbi két kombináció közül a nagyobb:

$$F_{sd} = \gamma_g \cdot \sum_{i=1}^m G_i + \gamma_q \cdot \left[Q_1 + \sum_{i=2}^n \psi_i \cdot Q_i \right]$$

$$F_{sd} = 1.35 \cdot \sum_{i=1}^m G_i$$

Az alkalmazott biztonsági és egyidejűségi tényezők:

- | | | | |
|--|------------|---|--------------|
| • állandó teher biztonsági tényezője: | γ_g | = | 1.00 és 1.15 |
| • hasznos terhek biztonsági tényezője: | γ_g | = | 1.35 |
| • esetleges terhek biztonsági tényezője: | γ_g | = | 1.50 |
| • egyidejűségi tényező: | ψ_i | = | 0.80 |
| • egyidejűségi tényező további terhekre: | ψ_i | = | 0.60 |

A repedéstágasság számításánál:

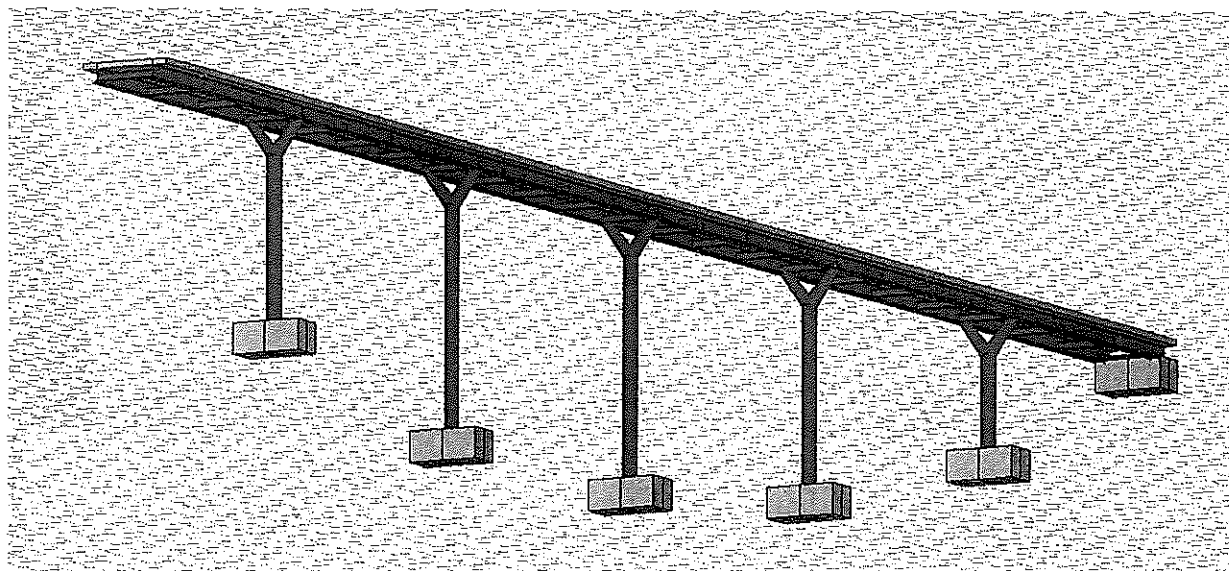
$$F_{üzemi} = \sum_{i=1}^m G_i + \sum_{i=1}^n Q_{üzemi}$$

Az önálló gyalogoshidak hasznos terhének üzemi értéke: 2.00 kN/m², a járműterhek üzemi terhénél alkalmazandó növelő tényezőt (ρ) nem kell figyelembe venni.

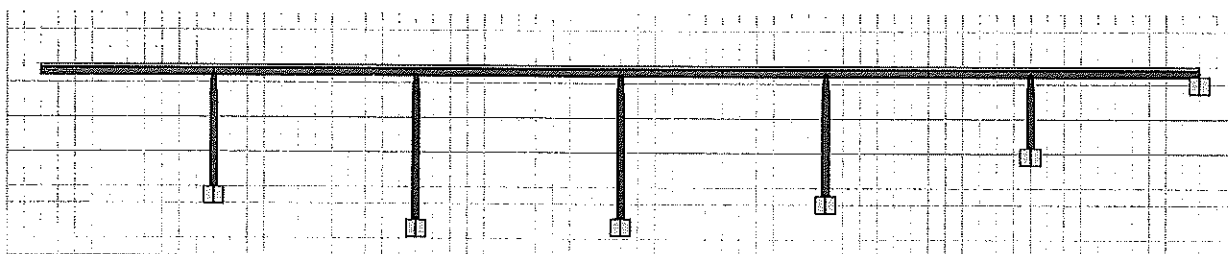
3. Számítási modellek

3.1. Globális modellek

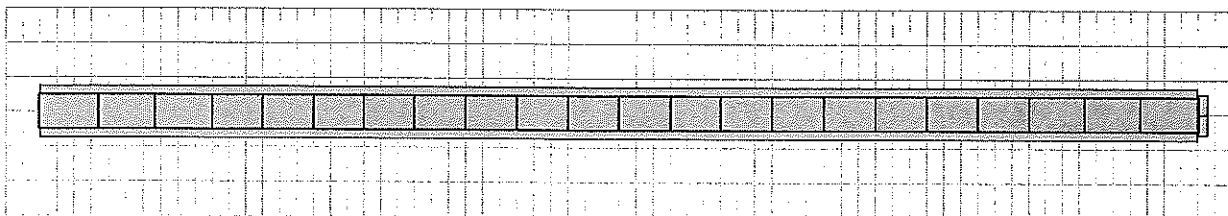
A felszerkezet statikai számításához az alábbi felületszerkezeti végeleemes modellt használtuk. A modellt az AXIS általános végeleemes program felhasználásával készítettük. A modell térbeli nézete az alábbi ábrán látható:



A modell oldalnézete az alábbi ábrán látható:



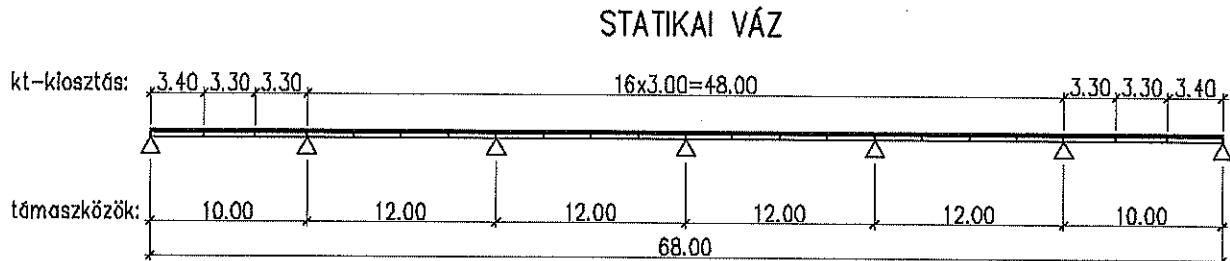
A modell felülnézete az alábbi ábrán látható:



4. A felszerkezet számítása

4.1. A számítás menete

A bordás lemezt főtartóként vizsgáljuk, 6 nyílású folytatólagos gerendaként.



Keresztirányban a terheket az acélszerkezeten kéttámaszú átvitelrel, az öszvérszerkezeten pedig a pályalemezen elhelyezve adjuk meg.

Jelen közelítő számításban csak a támasz és a mezőközép keresztmetszeteket vizsgáljuk. Az ellenőrzést mind a $t = 0$, mind a $t = \text{'végtelen'}$ időpontra elvégezzük.

A híd építése során a statikai váz változik:

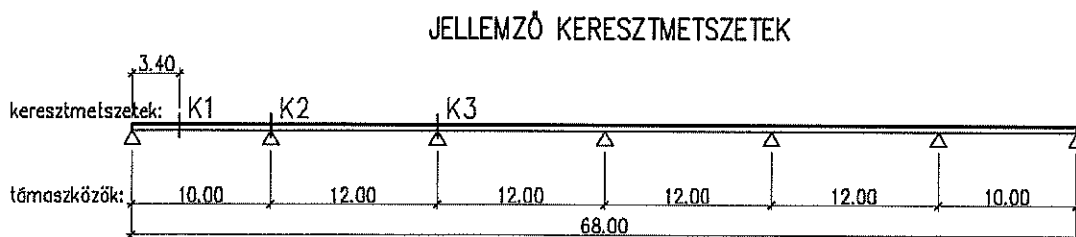
- az acéltartó és a vb. pályalemez súlyát az acéltartó viseli;
- minden egyéb állandó teherből (burkolat, szegély, korlát), valamint a hasznos és esetleges terhekből származó igénybevételeket az acéltartóból és a vasbeton pályalemezből álló ún. öszvértartón számítjuk.

A feszültségeket az alábbi jellemző keresztmetszetekben vizsgáltuk:

K1 – szélső mező-harmadpont

K2 – 1. támasz

K3 – 2. támasz



4.2. Feszültségek számítása

A feszültségeket felületszerkezeti végelelemes programmal számítottuk.

A beton fiktív rugalmassági modulusának számítása:

$$t = 10000 \text{ nap}$$

$$\varphi_{kt} = \varphi_{L0} \times k_{kt} + 0,4 \times k_{kk} = 2,0 \times 1,3 + 0,4 \times 1,0 = 3,0$$

$$E_a = 210 \text{ kN/mm}^2$$

$$E_{b,0} = 33,3 \text{ kN/mm}^2$$

$$E_{b,10000} = E_{b,0} / (1 + 1,1 \times \varphi_{kt}) = 33,3 / (1 + 1,1 \times 3,0) = 7,74 \text{ kN/mm}^2$$

$$E_{bzs} = E_{b,0} / (1 + 0,52 \times \varphi_{kt}) = 33,3 / (1 + 0,52 \times 3,0) = 13,01 \text{ kN/mm}^2$$

$$n_0 = 6,3$$

$$n_{10000} = 27,1$$

$$n_{zs} = 16,1$$

Az alkalmazott modellek a következők:

modellek	[kN/mm ²]	E.a	n	E.b
M1	építési állapot: a frissbeton súlya az acél tartókon	210	-	-
M2	t.0 állapot: haszn. és esetleges terhek az öszvértartón	210	6,3	33,3
M3	b.zsug állapot: a betonzsugorodás hatása	210	16,1	13,01
M4	t.végtelen állapot: a betonkúszás hatása	210	27,1	7,74

A vizsgált terhelési esetek / teherkombinációk az alábbiak:

teherkombinációk		
L1	frissbeton az acéltartón	$1.35 \times M1(\text{acélsúly} + \text{frissbetonsúly})$
L2	építési hasznos teher	$1.15 \times M1(\text{acélsúly} + \text{frissbetonsúly}) + 1.35 \times M1(\text{ép.hasznos})$
L3	építési szélleőkés teher	$1.00 \times M1(\text{acélsúly} + \text{frissbetonsúly}) + 1.50 \times M1(\text{ép.szállókés})$
L4	hasznos totál	$1.15 \times M1(\text{frissbeton}) + 1.15 \times M2(\text{öns}) + 1.35 \times M2(\text{hasznos teher}) + 0.6 \times 1.5 \times M2(\text{szélteher}) + 0.6 \times 1.5 \times M2(\text{hőm})$
L5	szállókés teher	$1.00 \times M1(\text{frissbeton}) + 1.00 \times M2(\text{önsúly}) + 0.8 \times 1.35 \times M2(\text{hasznos teher}) + 1.5 \times M2(\text{szállókés})$
L6	hőmérséklet teher	$1.15 \times M1(\text{frissbeton}) + 1.15 \times M2(\text{önsúly}) + 0.8 \times 1.35 \times M2(\text{hasznos teher}) + 1.5 \times M2(\text{hőmérséklet})$
L7	zsugorodás hatása	$1.15 \times M1(\text{frissbeton}) + 1.15 \times M2(\text{önsúly}) + 1.35 \times M3(\text{zsugorodás})$
L8	támaszmozgás hatása	$1.15 \times M4(\text{sum.önsúly}) + 0.6 \times 1.35 \times M2(\text{hasznos teher}) + 0.6 \times 0.6 \times 1.15 \times M3(\text{zsug}) + 1.50 \times M4(\text{támaszmozgás})$
L9	repedéstágasság	$1.00 \times M1(\text{frissbeton}) + 1.00 \times M2(\text{öns}) + 0.40 \times M2(\text{hasznos teher})$

A teheresetek kombinálását az egyes modellekben számított feszültségértékek összegzésével végeztük el. A modellekben definiált teherkombinációk már tartalmazzák a felvett biztonsági teherszorozókat.

A közölt feszültség értékek a híd völgy oldali acéltartóján számított értékek.

A feszültségek összegzése az öszvértartón a mértékadó keresztmetszetekben:

Összesített feszültségek [kN/cm ²]									
km	K1			K2			K3		
helye	szélső mező			1. támasz			2. támasz		
fesz	σ_b	σ_{af}	σ_{aa}	σ_b	σ_{af}	σ_{aa}	σ_b	σ_{af}	σ_{aa}
építési állapot (csak acéltartó)									
L1	-	6,70	-3,84	-	-9,28	5,34	-	-10,59	6,20
L2	-	7,31	-4,16	-	-10,19	5,87	-	-11,52	6,74
L3	-	9,26	-7,70	-	-8,86	9,25	-	-6,68	7,61
öszvértartó t.0									
L4	0,32	7,14	-6,56	8,73	-0,48	-0,56	-6,72	-7,01	10,45
L5	0,29	5,35	-5,06	7,05	-0,47	-0,68	-6,73	-7,08	9,81
L6	0,28	8,27	-6,86	9,18	-0,42	-0,44	-6,88	-7,42	10,09
öszvértartó t.végtelen									
L7	-0,11	12,12	0,88	12,44	-0,43	-0,44	-4,48	-4,18	12,12
L8	0,16	7,28	0,58	8,80	-0,54	-0,64	4,31	3,21	10,46

A legnagyobb jelentkező feszültségek sem haladják meg a megengedett feszültségeket, ezért a felszerkezet szilárdságilag MEGFELEL.

4. 3. Alakváltozások ellenőrzése

A szerkezet lehajlása az L4 – hasznos totál teherkombinációban a mértékadó. A legnagyobb lehajlás a második támaszköz közepén, $x = 16$ m keresztmetszetben jelentkezik. $e_{z,max} = 32,2$ mm, a hasznos teherből ez a lehajlás $e_z = 17,1$ mm.

A használhatósági limit gyalogos hidak esetén $L / 400 = 12000 \text{ mm} / 400 = 30$ mm.

A számított lehajlás ezt nem haladja meg, tehát a szerkezet lehajlásra MEGFELEL.

A legnagyobb keresztirányú alakváltozás L3 – ép. szélőkés teherkombinációban (építési állapot) jeletkezett, $e_{z,max} = 103,7$ mm.

A legnagyobb hosszirányú elmozdulás a mozgó sarunál ($x = 0$) jelentkezik L6 – hőmérséklet teherkombinációban, $e_{x,max} = 41,3$ mm.

5. Az alaptestek számítása

5.1. A számítás menete

Az alaptest számításához a t.0 állapotban (M2 végeelemes modell) három teherkombinációt hoztunk létre az alaptest méretezése szempontjából mértékadó terheléssel:

L10	alaptest-hasznos teher	$1.15 \times M2(\text{sum.önsúly}) + 1.35 \times M2(\text{haszn. teher}) + 0.6 \times 1.5 \times M2(\text{szélteher}) + 0.6 \times 1.5 \times M2(\text{hőm})$
L11	alaptest-szél	$1.15 \times M2(\text{sum.önsúly}) + 0.8 \times 1.35 \times M2(\text{haszn. teher}) + 1.5 \times M2(\text{szállókés})$
L12	alaptest-hőm	$1.15 \times M2(\text{sum.önsúly}) + 0.8 \times 1.35 \times M2(\text{haszn. teher}) + 1.5 \times M2(\text{hőmérséklet})$

A hídpályát támasztó acél oszlopok 500-20 körszelvényű nyomott-hajlított oszlopok. Az oszlopokon kialakuló legnagyobb feszültséget ellenőriztük.

Az alaptest 110 × 220 cm 100 cm vastag betontömb. Az alaptesten felépülő legnagyobb talajreakciót és a becsült talajellenállás alapján számított süllyedés és süllyedéskülönbség értékeket számítottuk.

5.2. Az oszlopok ellenőrzése

L10 – alaptest tot kombináció: $\sigma_{\text{max.oszl}} = 6,02 \text{ kN/cm}^2$. A 2. támaszoszlopon jelentkezik.

L11 – alaptest szél kombináció: $\sigma_{\text{max.oszl}} = 4,23 \text{ kN/cm}^2$. A 4. támaszoszlopon jelentkezik.

L12 – alaptest hőm kombináció: $\sigma_{\text{max.oszl}} = 7,36 \text{ kN/cm}^2$. Az 1. támaszoszlopon jelentkezik.

Mindhárom érték jelentősen kisebb a határfeszültségnél, a támaszoszlopok szilárdságilag MEGFELELNEK.

5.3. Alaptestek ellenőrzése

A mértékadó igénybevételek (vízszintes és függőleges támaszerők) és elmozdulások:

kombi	igénybevételek [kN/m^2]				elmozdulások [mm]			
L10	$R_{y.\text{max}}$	mozgó saru ($x = 0$)	$R_{z.\text{max}}$	2. támasz	$e_{z.\text{max}}$	$\Delta e_{z.\text{max}}$	2. támasz	
	51,81		286,42		22,942	6,462		
L11	$R_{x.\text{max}}$	alsó hídfőnél ($x = 68 \text{ m}$)	$R_{z.\text{max}}$	4. támasz	$e_{z.\text{max}}$	$\Delta e_{z.\text{max}}$	4. támasz	$e_{y.\text{max}}$
	30,59		295,52		23,671	9,757		1,238
L12			$R_{z.\text{max}}$	1. támasz	$e_{z.\text{max}}$	$\Delta e_{z.\text{max}}$	1. támasz	$e_{x.\text{max}}$
			247,2		19,751	6,456		40,144

A talajellenállás $\sigma_h = 1610 \text{ kN/m}^2$. Ezt az alaptestek egy ponton se lépik túl, tehát a szerkezet MEGFELEL.